

## Análisis dinámico de presas térreas

### 1a. parte

En este trabajo se presenta una metodología por seguir para el Análisis Dinámico de Presas Térreas desarrollada a partir de la propuesta por Harry Bolton Seed (1970), utilizando las herramientas que se tienen en el país. Paralela al desarrollo de ésta se muestran los resultados obtenidos para una presa hipotética de 100 m. de altura, de enrocado, con cara de concreto, localizada en el departamento de Santander, zona que se ha caracterizado por una alta sismicidad.

**EDGAR E. RODRIGUEZ G.**

Ingeniero Civil

**CARLOS E. SIERRA T.**

Ingeniero Civil

**MANUEL R. VILLARRAGA H.**

Ingeniero Civil

Antes de la década de los sesenta no existía una metodología que contemplara todas las etapas para un adecuado análisis dinámico. Con los avances de las técnicas de laboratorio, de los métodos numéricos y de los computadores, alcanzados en esta década, se facilitó el desarrollo de una metodología más apropiada. A partir de 1966 H. Bolton Seed ha realizado varias investigaciones en este campo, y propuso un procedimiento, que es el más utilizado en la actualidad y contempla los siguientes pasos:

- Determinar la sección o secciones de la presa por utilizar en el análisis.
- Seleccionar el acelerograma de diseño en la roca.
- Calcular el estado inicial de esfuerzos anterior al sismo.
- Seleccionar las propiedades dinámicas de los materiales constitutivos de la presa.
- Por medio de el método de Elementos Finitos determinar la respuesta dinámica de la presa durante el sismo de diseño, y calcular la variación de los esfuerzos de corte en varios sitios de la presa.
- Con base en los resultados anteriores, realizar ensayos de laboratorio para determinar las deformaciones y las presiones de poros inducidos por los esfuerzos dinámicos sobre muestras representativas de los materiales de la presa.
- Calcular el factor de seguridad del terraplén durante y posterior al sismo a partir de las características esfuerzo-deformación y las presiones de poros inducidas.
- Si el factor de seguridad es satisfactorio, calcular las deformaciones permanentes producidas por la combinación de cargas estáticas y dinámicas. En caso que el factor de seguridad no sea satisfactorio o que las deformaciones sean excesivas, es necesario revisar el diseño, para el caso contrario el diseño puede pasar a la etapa de construcción.

En la figura N<sup>o</sup> 1 se muestra un diagrama de flujo que incluye la metodología propuesta, la cual requiere de un buen conocimiento de todos los temas involucrados, además de un acertado criterio ingenieril, ya que si alguno de los pasos no

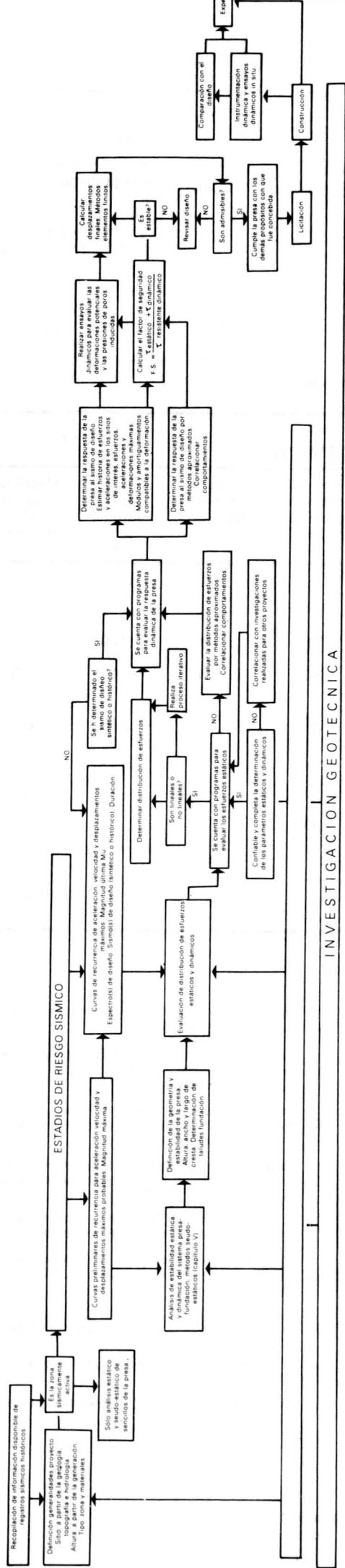


FIGURA 1. Diagrama de flujo para el análisis dinámico de presas térrreas

INVESTIGACION GEOTECNICA

se realiza correctamente, ocasionará resultados erróneos y por lo tanto una mala apreciación del comportamiento de la presa estudiada.

A continuación se explican cada uno de estos pasos:

### SELECCION DE LAS SECCIONES DE LA PRESA

En esta selección se debe tener en cuenta principalmente la relación entre la longitud de la cresta,  $L$ , y la altura máxima,  $H$ , de la presa y la interacción entre los estribos y la presa. Para las relaciones  $L/H$  mayores o iguales a 2.5 se supone que la presa es infinitamente larga y se analiza para tal efecto la sección máxima transversal y en ocasiones secciones transversales cercanas a los estribos de acuerdo con la forma de éstos y a la variación de los materiales de la fundación y de la presa; también se pueden analizar secciones longitudinales de la misma para observar la influencia de la forma de los estribos. Cuando  $L/H$  es menor de 2.5 es conveniente realizar análisis tridimensionales para tener en cuenta el efecto de los estribos sobre la presa.

En el caso analizado se tuvo en cuenta que  $L/H$  es mayor de 2.5, escogiéndose la sección máxima mostrada en la figura N° 2, para una presa de enrocado con cara de concreto de 100 m. de altura, con taludes 1:1.65, tanto aguas arriba como aguas abajo, con un cuerpo formado por un enrocado uniforme en la zona central, y un enrocado bien gradado más resistente en los espaldones, cimentada sobre una capa de material aluvial de 10 m. de altura y una capa de roca meteorizada también de 10 m.

### SELECCION DEL ACELEROGRAMA DE DISEÑO

Se inicia con la evaluación geotectónica de la zona partiendo de la información existente tal como mapas geológicos, parámetros Beta ( $\beta$ ), magnitudes últimas, acompañada de una investigación de campo. Con estos estudios se pueden seleccionar las fuentes principales de actividad sísmica determinando las características del sismo más probable que puede generar cada una de ellas, escogiendo como sismo de diseño aquel que presenta la máxima probabilidad de ocurrencia para un período de retorno determinado.

A partir de un estudio de riesgo sísmico realizado por IEH-ISA para la cuenca de los ríos Fonce-Suárez, se determinó que las principales fuentes de actividad sísmica son las relacionadas en la Tabla I, que se muestran en la figura N° 3, de donde se concluye que el sismo de diseño está asociado con la falla del Suárez y sus características de diseño para un período de retorno de 200 años, son:

Magnitud  
Intensidad  
Duración

$M_u = 7.2$  (Richter)  
 $I = VIII - IX$  M.M.  
 $D = 20$  Segs.

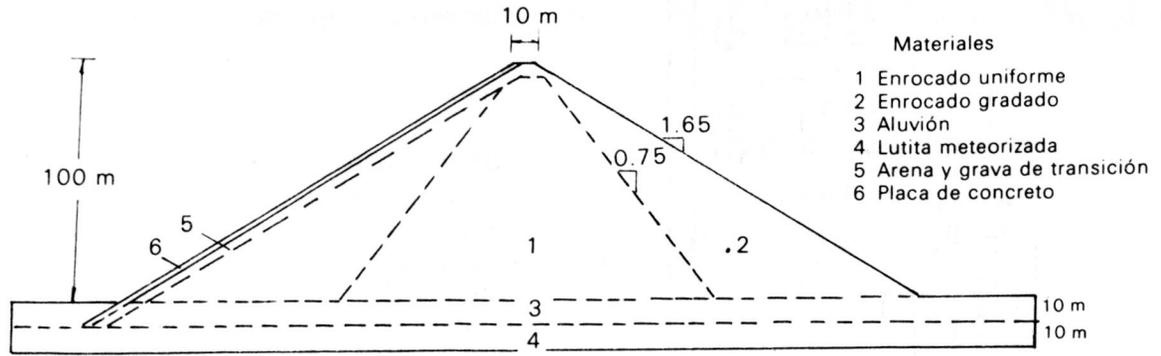
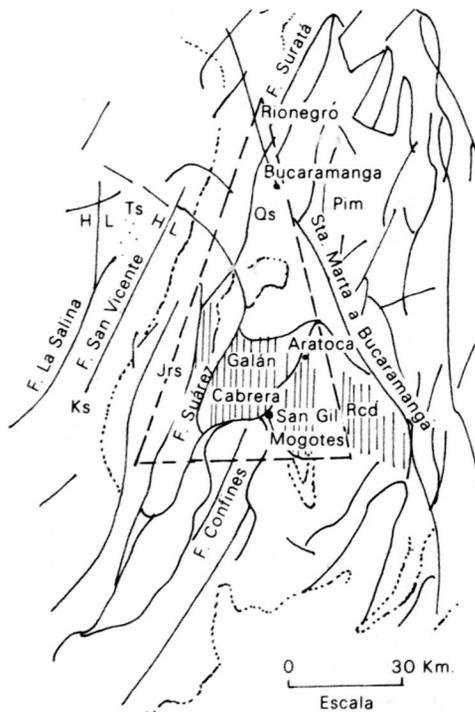


FIGURA 2. Sección máxima de la presa.

TABLA I  
FUENTES DE ACTIVIDAD SISMICA

Fuente	Asociada a	Ubicación	Número eventos asociados (1958 a abril de 1979)		Profundidad focal promedio (km) H	Long. estimada de la falla (km) L	Dist. epicentral mínima (km) D	Magnitud máxima Ms (Richter)
			Total	M 3				
1. Palestina	Tren de fallas	W. del río Magdalena	6	34	24	145	270	6.5
2. Salinas	Tren de fallas	Entre el Magdalena y el Suárez	18	12	25	35	320	6.5
3. Suárez	Tren de fallas	Próxima al río Suárez	30	14	30	4	140	6.5
4. Bucaramanga	Tren de fallas	Al E. del Proyecto (falla B/manga - Sta. Marta)	17	12	30	40	270	6.5
5. Compresión de Oriente	Tren de fallas	Vertiente oriental de Cordillera oriental ( N72W)	26	23	35	130	400	7.5
6. Enjambre Bucaramanga	Enjambre	6.9° N. 73° W	536	456	130, 150, 120	45	—	6.0
7. No asociado	Probablemente Zona de Benioff	0 < R < 100 km	618	239	100	50	—	7.0
		100 < R < 200 Km.	521	80	100	150	—	7.0
Muestra total	—	R < 100 km	1219	733	—	—	—	6.6
		R < 200 km	1772	840	—	—	—	7.1 - 7.6
Sin enjambre	—	R < 100 km	689	283	—	—	—	6.3
		R < 200 km	1242	390	—	—	—	7.1 - 7.1



- Qs** Depósitos no consolidados de la meseta de Bucaramanga, gravas, arenas y limos.
- Ts** Rocas sedimentarias Paleoceno-Oligoceno. Sedimentos de ambiente fluvial y deltáico. Conglomerados, areniscas y arcillolitas.
- Ks** Rocas sedimentarias Albano Aptiano. Predominantemente lutitas negras, limonitas, calizas y areniscas localmente evaporitas.
- Kcd** Rocas intrusivas Triásico Jurásico. Principalmente batolitos y plutones de cuarzodiorita con variaciones de cuarzomonza.
- Jrs** Rocas sedimentarias Triásico-jurásico. Incluye conglomerados, areniscas y limonitas de color rojizo.
- Pim** Complejo ígneo metamórfico del Macizo de Santander. Pre-cámbrico-juratriásico. Cuarzitas, filitas, esquistos, neises y mármoles.
- H/L** Falla (H = Labio hundido, L = Labio levantado)
- Dirección de movimiento. Longitud a lo largo de la falla.
- ▲ Sitio de la presa
- △ Área del estudio

FIGURA 3. Rasgos geológicos de la zona.

Distancia focal  $R = 30.5$  Kms.  
 Desplazamiento Máx.  $d_{Máx} = 15.5$  cm.  
 Velocidad Máx.  $V_{máx.} = 35.0$  cm/seg. y.  
 Aceleración Máx.  $A_{máx.} = 0.25$  g.

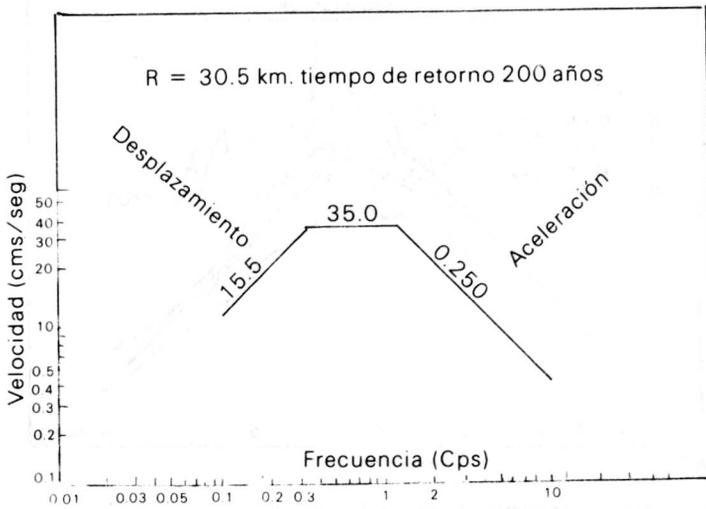


FIGURA 4. Espectro de diseño.

En la figura N° 4 se muestra el espectro de diseño dibujado a partir de los resultados anteriores.

Una vez caracterizado el sismo de diseño, existen tres principales métodos para encontrar el acelerograma que cumpla con estas condiciones, estos son:

- El registro sobre la roca de un caso ocurrido con anterioridad, cercano al sitio del proyecto que cumpla con las características de diseño. En Colombia el único registro existente corresponde al sismo de Bucaramanga ocurrido el 29 de julio de 1967, pero presenta características diferentes a las de diseño.

Modificación de un acelerograma sobre roca de un sismo registrado en un lugar lejano al del proyecto por medio del programa SHAKE (Schnabel, Lysmer y Seed, 1972) ajustándolo a las condiciones de diseño; con este fin se tomó

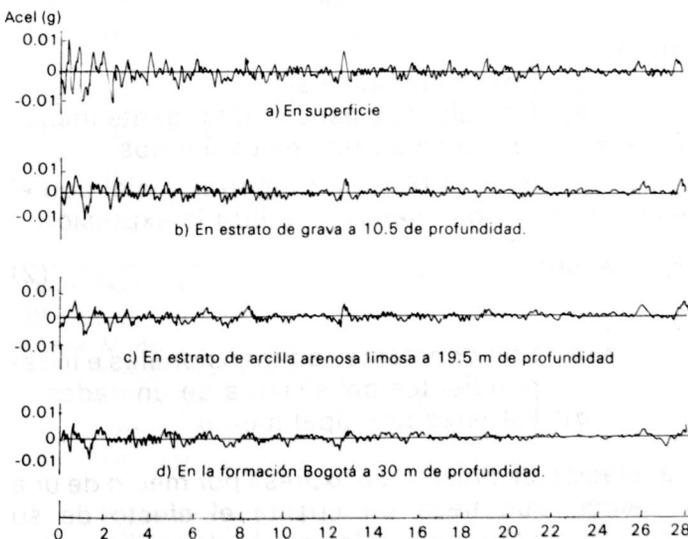


FIGURA 5. Acelerograma del terremoto de Bucaramanga (N-S) 29-07-67.

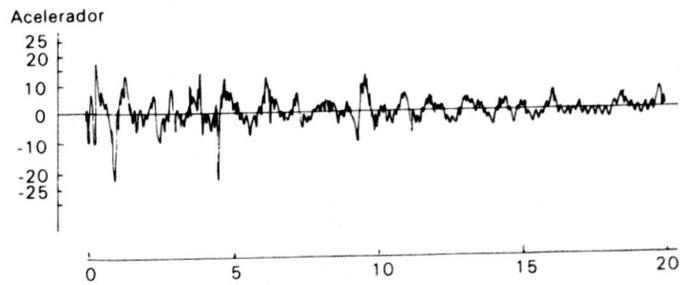


FIGURA 6a. Acelerograma de diseño a partir del terremoto de Bucaramanga 29-07-67 (Bucaramanga modificado)

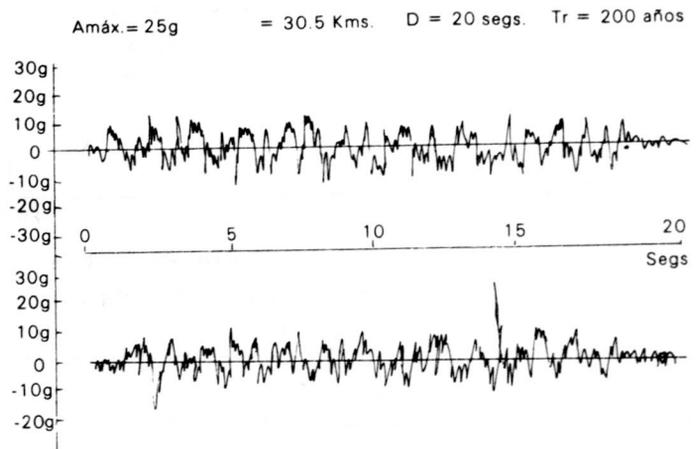


FIGURA 6b. Acelerograma de diseño sintético. Presa del Fonce.

el sismo de Bucaramanga de 1967 digitalizado cada 0.01667 seg., a nivel de superficie en el Museo Nacional de Bogotá y se pasó a nivel de roca sobre la Formación Bogotá, por medio del proceso de deconvolución, para disminuir el efecto de amplificación sufrido por el sismo al pasar por el material que yace sobre la Formación Bogotá, luego se le varió su aceleración, duración y contenido frecuencial, disminuyendo el intervalo de tiempo en el que se encontraba digitalizado y se le quitaron algunas partes hasta hacerlo coincidir con el espectro de diseño. En la figura 5 se observa la variación del acelerograma original, en su componente N-S, con la profundidad en algunos de los estratos del aluvión del Museo Nacional y en la arcillolita de la Formación Bogotá, este último fue el que se modificó para usarlo como sismo de diseño, llegado al acelerograma de la figura N° 6.a.

- Generación de un sismo sintético por medio de un programa probabilístico y aleatorio como el SIMQKE (Gasparini, 1975), técnica muy útil cuando no se cuenta con un registro de un sismo ocurrido o se considere que el proceso de modificación de uno existente resulte demasiado dispendioso y costoso. Usando este programa se generaron sismos de diseño, asociados a la Falla del Suárez a partir del espectro suavizado de diseño, figura N° 4, para tres y seis iteraciones del programa, mostrados en la figura N° 6.b. para los dos casos, escogiéndose como sismo de diseño el I para tres iteraciones, debido

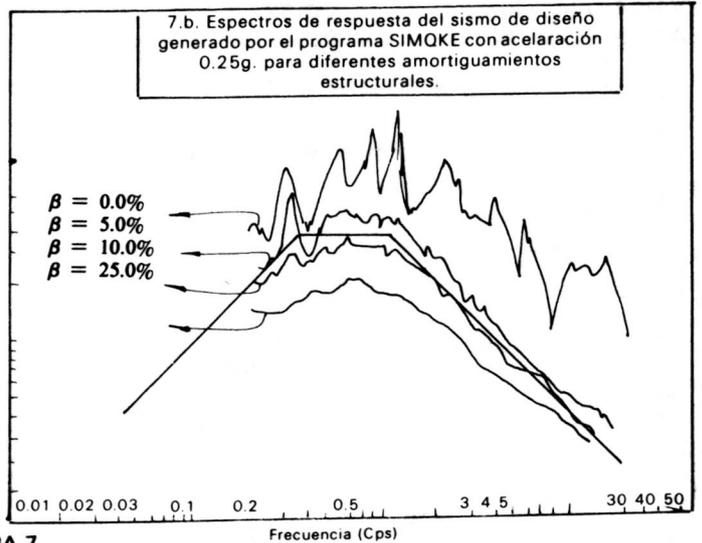
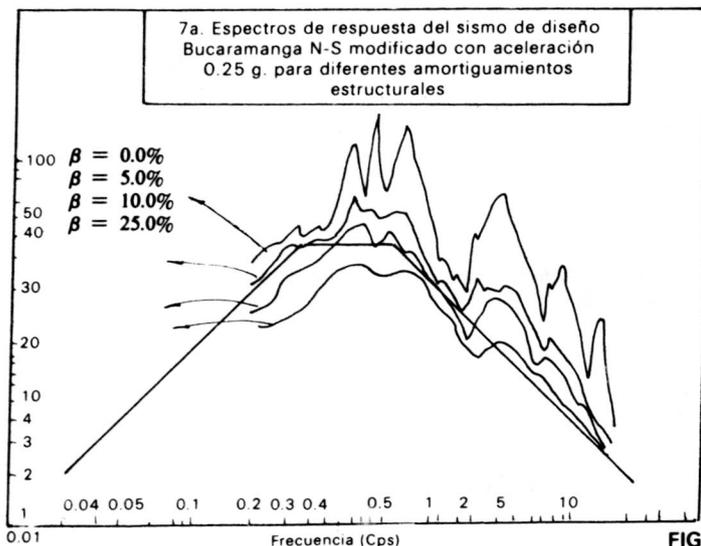


FIGURA 7.

a la poca diferencia mostrada con el de seis. En la figura N° 7 se presenta una comparación entre los espectros de respuesta para diferentes amortiguamientos estructurales encontrados en los dos métodos, observándose la similitud que existe entre los espectros de los dos sismos de diseño para amortiguamiento cero (0), aunque para el sismo-sintético el espectro es ligeramente menor que el Bucaramanga, modificado. Vale la pena anotar que para el caso de un proyecto real, uno cualquiera de los métodos enumerados es suficiente para la obtención del acelerograma de diseño, ya que al utilizar más de un método los costos de computador pueden ser muy altos.

**CALCULO DEL ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS EN LA PRESA**

El comportamiento dinámico de una presa térrea sometida a cargas dinámicas depende, en gran parte, del estado inicial de esfuerzos antes del sismo, y por tanto es necesario evaluar estos esfuerzos con base en la historia de cargas que ha soportado la presa. Se debe tener en cuenta que el sismo puede ocurrir en cualquiera de las siguientes condiciones:

- Durante o al final de la construcción, siendo más desfavorable al final de ésta por condiciones de estabilidad.
- Después del llenado de embalse, para lo cual además de los esfuerzos causados por peso propio se deben tener en cuenta los producidos por el efecto del embalse.

Para esta evaluación de esfuerzos se deben tener en cuenta, en primer lugar, las propiedades de los materiales constitutivos de la presa, especialmente su comportamiento no lineal y en segundo lugar las condiciones de carga a que es sometida, tales como las ocasionadas por la construcción y llenado del embalse.

**Comportamiento y propiedades de los materiales**

El comportamiento de los materiales se puede figurar en una primera aproximación como lineal

elástico, sistema que utilizan algunos programas de Elementos Finitos tales como el ELFIN (63) y el ELAS (75), cuyos resultados son válidos para cuando se analizan esfuerzos, mientras que para deformaciones no lo son, ya que las exageran.

La segunda aproximación es simular el comportamiento de los materiales como no lineal, siendo representado generalmente con expresiones hiperbólicas, tales como las propuestas por Kondner (1963) y Kondner y Zelasko (1963), que tienen en cuenta la variación del Módulo de Elasticidad y la Relación de Poisson con el estado de esfuerzos. Estas son aplicadas por Ozawa y Dumcan (1973) en el programa ISBILD y mejoradas para el programa FEADAM por Dumcan, Wong y Ozawa (1980).

La forma hiperbólica de la relación esfuerzo deformación es:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\xi_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\xi_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \tag{1}$$

donde:

- $\xi_a$ : Deformación axial
- $E_i$ : Módulo de elasticidad tangente inicial.
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ : Esfuerzos principales últimos.

Para relacionar el Módulo tangente inicial con el esfuerzo principal menor se utiliza la expresión:

$$E_i = K (\sigma_3)^n \tag{2}$$

donde:

- $K, n$ : Son constantes adimensionales e independientes del sistema de unidades.
- $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor.

La relación de Poisson se expresa por medio de una ecuación que tiene en cuenta el efecto de su decremento al aumentar la presión de confinamiento  $\sigma_3$  la cual se expresa así:

$$\nu_i = G - F \log \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right) \tag{3}$$

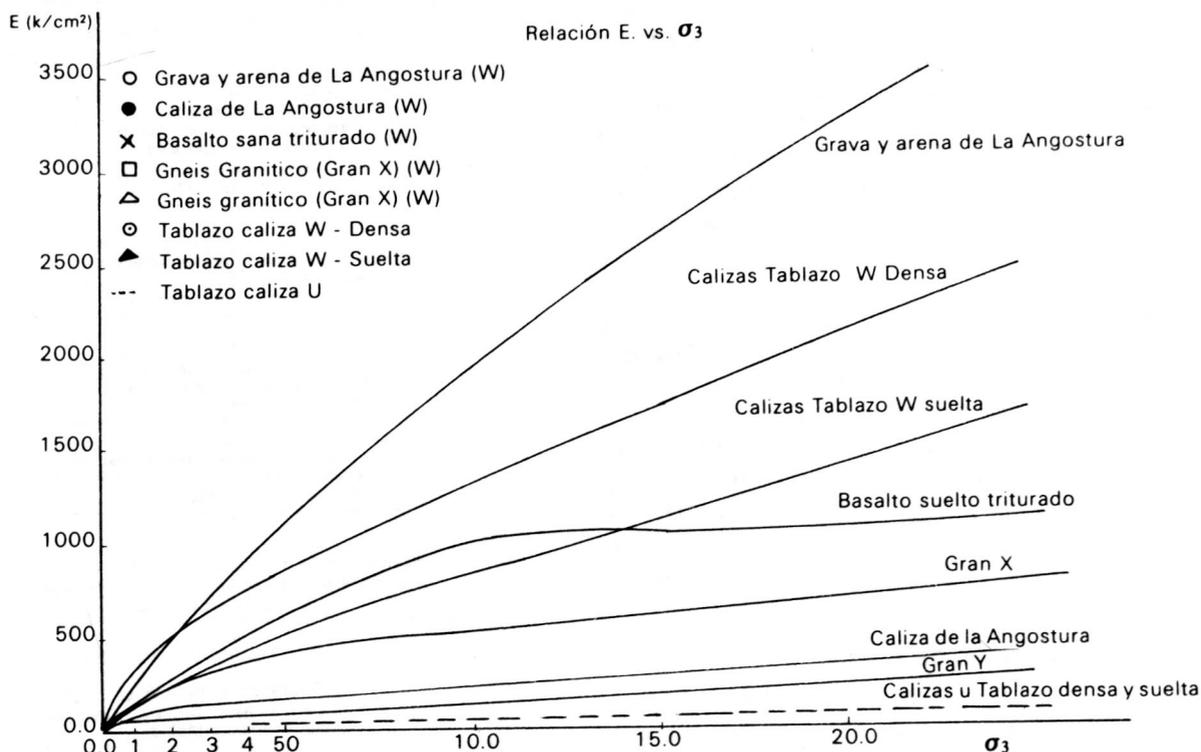


FIGURA 8.

en donde:

- $\nu_1$ : Relación de Poisson inicial.
- $\sigma_3$ : Presión de confinamiento.
- $P_a$ : Presión atmosférica.
- $\sigma$ :  $\nu_1$  para cuando  $\sigma_3 = P_a$  . y
- $F$ : Diferencia entre los valores de  $\nu_1$  que presentan una relación de presiones de confinamiento de 10.

Los parámetros necesarios para representar el comportamiento estático no lineal del suelo se obtienen de ensayos triaxiales convencionales. La distribución de los esfuerzos normales y de corte obtenidos mediante estos ensayos deben involucrar también las condiciones de flujo y de carga, por tanto para un análisis a largo plazo se realizan ensayos consolidados-drenados, CD, mientras que para la evaluación al final de la construcción se requieren ensayos no consolidados-no drenados UU.

TABLA II

Parámetro	Nombre	Función
K, Kur	Módulo	Relaciona $E_i, E_{ur}$ con $\sigma_3$
n	Módulo exponente	
c	Cohesión	Relación $(\sigma_1 - \sigma_3)f$ con
Rf	Relación de falla	Relaciona $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ con
G	Parámetro de la relación de Poisson.	Valor de $\nu_1$ para $\sigma_3 = P_a$ .
F	Parámetro de la relación de Poisson.	Disminución de $\nu_1$ cuando $\sigma_3$ se incrementa en 10 veces.
d	Parámetro de la relación de Poisson.	Rata de incremento de con la deformación.

En la Tabla II se presenta un resumen de los parámetros hiperbólicos necesarios para la representación del comportamiento estático no lineal del suelo.

Para el análisis realizado en este estudio se utilizaron los programas ELFIN y ELAS que representan el comportamiento del suelo como lineal, lo cual da buenos resultados en lo referente a los esfuerzos; se utilizó la Ecuación 2 para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad con la presión de confinamiento, en la figura No. 8 se muestran las curvas obtenidas para tener en cuenta este efecto, a partir de los resultados de ensayos realizados sobre calizas de la Formación Tablazo con un triaxial de vacío que alcanza una presión de cámara máxima de 0.76 Kg/cm<sup>2</sup>, para comprobar la validez de los resultados obtenidos, se dibujaron las curvas para algunos materiales ensayados por R.J. Marsal, encontrando que las curvas para material bien gradado sí conservan la tendencia general, mientras que la U obtenida es demasiado baja, siendo necesario para este material trabajar con una curva promedio entre el gneis granítico (Gran Y) y las calizas de Angostura que tienen una gradación similar.

La determinación de esfuerzos estáticos en la presa se puede realizar siguiendo cualquiera de los dos procedimientos que a continuación se presentan:

- Utilizando alguno de los métodos analíticos desarrollados a partir de grandes suposiciones para facilitar su cálculo, considerando la presa como una sección triangular de material homogéneo y elástico, solución propuesta por Bishop, o el recomendado por Clough y

Woodward (1967) desarrollado a partir del Método de los Elementos Finitos con el cual se pueden obtener soluciones más aproximadas, ya que tiene en cuenta la no linealidad del suelo, y además compara los resultados obtenidos suponiendo la presa construida en una etapa o en varias, concluyendo que para esfuerzos los resultados son comparables, pero para las deformaciones calculadas cuando se supone una sola etapa son exagerados y no se ajustan a los que se presentan en la realidad.

- Realizando un análisis por medio de programas que utilizan el método de los Elementos Finitos. En este caso se hace una idealización de la sección de la presa por analizar discretizándola en una malla compuesta por elementos que deben tener en cuenta los materiales que la componen. Utilizando este método es posible simular el proceso de construcción, el efecto del embalse y el comportamiento no lineal de los suelos.

**Condiciones de Carga:**

Se deben tener en cuenta las siguientes condiciones de carga a las que puede estar sometida una presa de acuerdo con su diseño:

- Peso propio: El método más usado para evaluar los esfuerzos desarrollados es el de los Elementos Finitos, como se anotó anteriormente existen dos tipos de programas para este análisis, los primeros suponen la presa construida en una sola etapa y generalmente asumen el comportamiento de los materiales como lineal elástico, entre estos programas están el ELFIN y el ELAS que fueron utilizados en el presente estudio; el segundo grupo de programas, más modernos, pueden simular el proceso de construcción de la presa considerando varias capas de material, generalmente como mínimo ocho para obtener

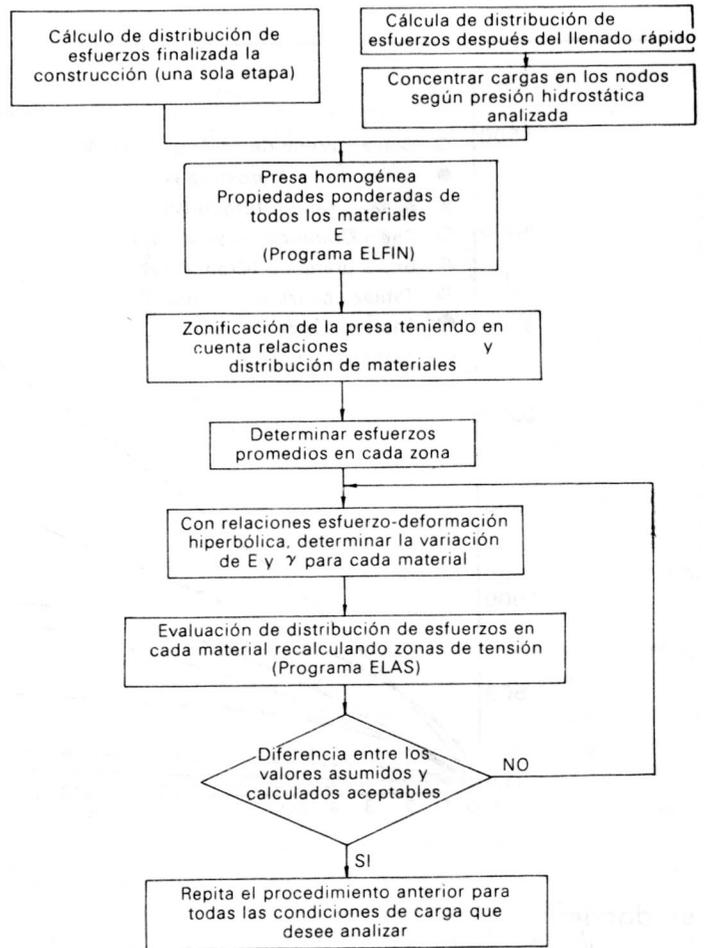


FIGURA 9.

buenos resultados y además tienen en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales. Los valores obtenidos con los segundos se ajustan más a la realidad, mientras al suponer que la presa es construida en una sola etapa se obtienen resultados confiables para los esfuerzos, mientras que para las deformaciones son exagerados y no se ajustan a los reales.

TABLA III

**PROPIEDADES ESTATICAS MATERIALES PRESA FONCE**

No.	Tipo de Material	(T/m <sup>2</sup> )		E (T/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson	Fuente
1	Arena compactada	—	—	12000	0.33	Lambe
2,14	Enrocado W	41.0	2.20	5945	0.30	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
3,15	Enrocado W	8.0	5.0	2014	0.49 (0.78)	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
4,16	Enrocado W	9.0	4.4	2177	0.49 (0.68)	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
5,17	Enrocado W	8.0	2.5	2000	0.35	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
6,10	Enrocado U	70.5	2.2	2144	0.30	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
7,11	Enrocado U	36.5	3.0	1560	0.43	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
8,12	Enrocado U	16.0	4.6	1400	0.49 (0.72)	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
9,13	Enrocado U	8.0	3.0	1246	0.43	Fig. 8-22 y Fig. 8-24
18,25	Aluvi6n	—	—	10000	0.33	Marsal (1979)
26	Roca meteorizada	—	—	20000	0.20	
27	Concreto	—	—	15100√f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.20	

Notas:

- 1- La numeración corresponde a la usada para el programa ELAS
- 2- Enrocado W: bien gradado - Enrocado U: Uniforme
- 3- El valor de la relación de Poisson entre paréntesis corresponde al calculado al usar la ecuación.

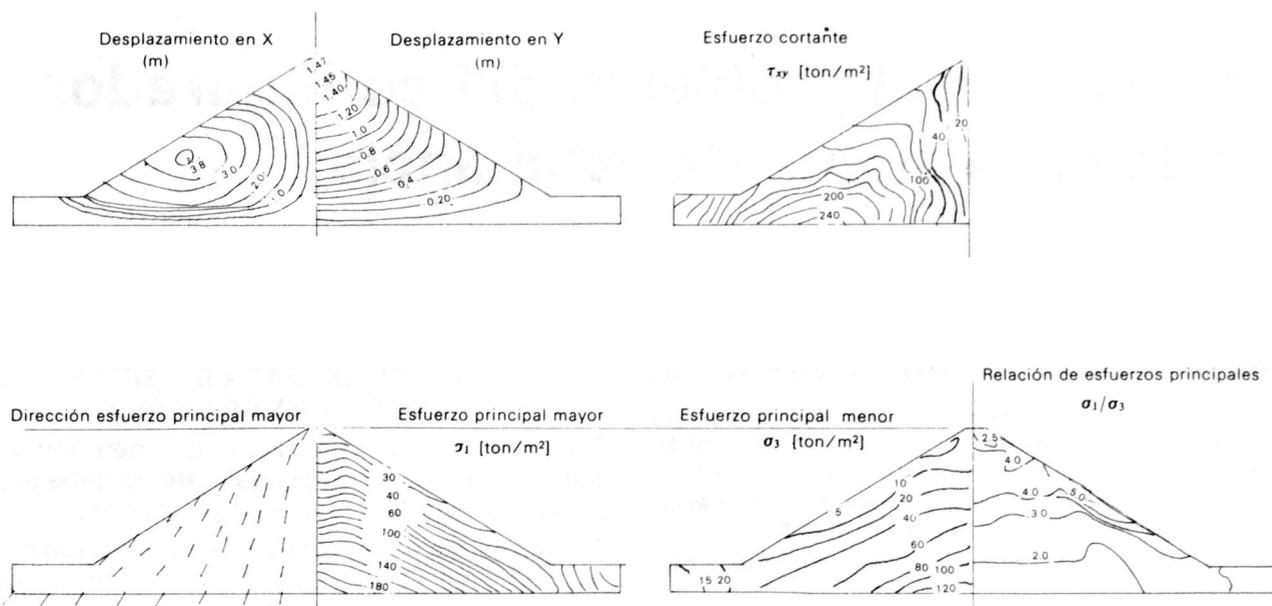
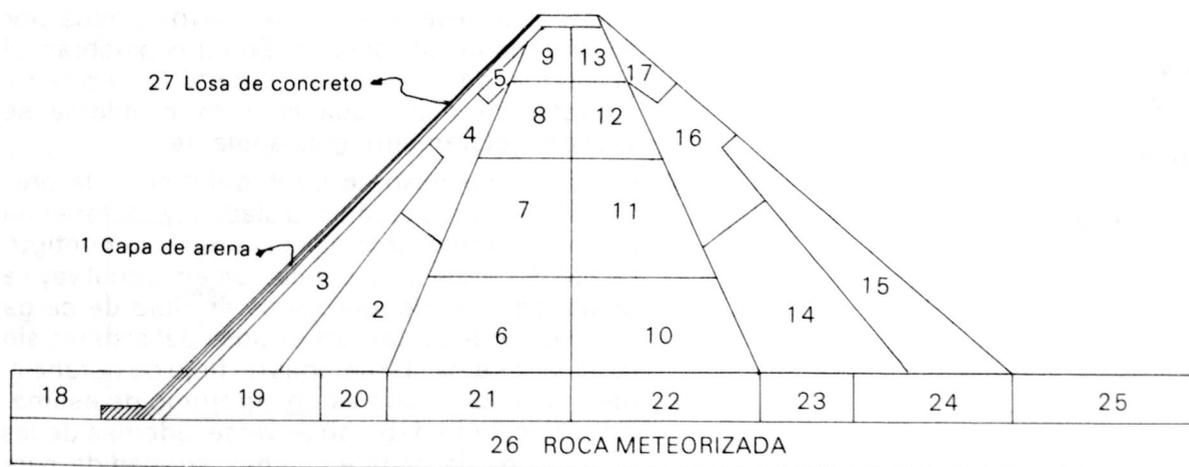


FIGURA 10. Resultados del programa ELFIN

En la figura No. 9 se muestra el diagrama de flujo de la metodología por seguir con los programas ELFIN y ELAS para tener en cuenta la no linealidad de los materiales y, parcialmente, el proceso de construcción al variar el Módulo de Elasticidad y la Relación de Poisson con el estado de esfuerzos; esto puede ser utilizado para cualquier condición de carga.

dos se muestran en la figura No. 10. Con base en estos resultados, especialmente el esfuerzo principal menor y la relación de esfuerzos principales y a la distribución de materiales se realizó la zonificación mostrada en la figura No. 11 para tener en cuenta la variación de los programas estáticos con el estado de esfuerzo, se usaron los valores mostrados en la Tabla III para estos parámetros. Con la presa zonificada de esta manera se hizo un análisis utilizando el programa ELAS, primero suponiendo la presa al final de la construcción sin placa y luego como si la placa fuera construida simultáneamente con el cuerpo, para lo cual se usó una malla de 222 nodos y 212 elementos para el primer caso y una de 328 nodos y 314 elementos para el segundo.

Siguiendo este procedimiento se analizó la presa del estudio, haciendo primero un análisis preliminar con el programa ELFIN para una malla de elementos triangulares de 140 elementos y 92 nodos, asimilándola como homogénea con un módulo de elasticidad de 5.000 Ton/m<sup>2</sup> y una Relación de Poisson de 0.4, cuyos resulta-



sin escala

NOTA: LA NUMERACION CORRESPONDE CON LA TABLA III

FIGURA 11. Esquema zonificado Presa Fonca.